

Egy gyalogos felüljáró üreges szerkezettel készült acél–beton kompozit tartójának elemzése rugalmas és rugalmas–képlékeny állapotban

Composite Steel-concrete Girders with Circular Holes Elastic and Elastic-Plastic Design

Analiza rezistenței în domeniul elastic și plastic a unei pasarele pietonale pe grinzi compozite

Dr. Călin MOGA, Dr. Crina FENEȘAN

Kolozsvári Műszaki Egyetem

ABSTRACT

In this paper some aspects concerning the design of steel-concrete composite structures are presented. The steel girders are built-up as rolled sections with circular holes in webs. This paper presents an adaptation of Euro norms EN 1994-1-1:2004. Eurocode 4 - Design of composite and concrete structures – Part 1-1: General rules for buildings and EN 1994-2:2004. Eurocode 4 - Design of composite and concrete structures – Part 2: General rules and rules for bridges to the design of composite steel-concrete girders with circular holes.

Key words: composite girders, rolled sections with circular holes, Euro codes.

1. BEVEZETŐ

Az alábbi dolgozatban egy gyalogos átjáró kompozit tartójának végső ellenállást összehasonlító elemzését mutatjuk be.

Az acéltartók gerinclemezei üreges szerkezettel, az övlemezek hengerelt szelvényekből, nem szimmetrikus övlemezzel készültek.

Az analízisek elméleti megközelítése a európai szabványrendszerek kompozit tartókra vonatkozó tervezési rendszerére támaszkodik. Felhasznált szabványok SR EN 1994-1-1: 2006; Eurocod 4: Acél és beton kompozit szerkezetek tervezése.

A tartó nyomatóki szilárdságának meghatározása a kompozit keresztmetszet rugalmas és rugalmas – képlékeny állapotában történik, az acéltartó keresztmetszetének osztálybesorolása függvényében.

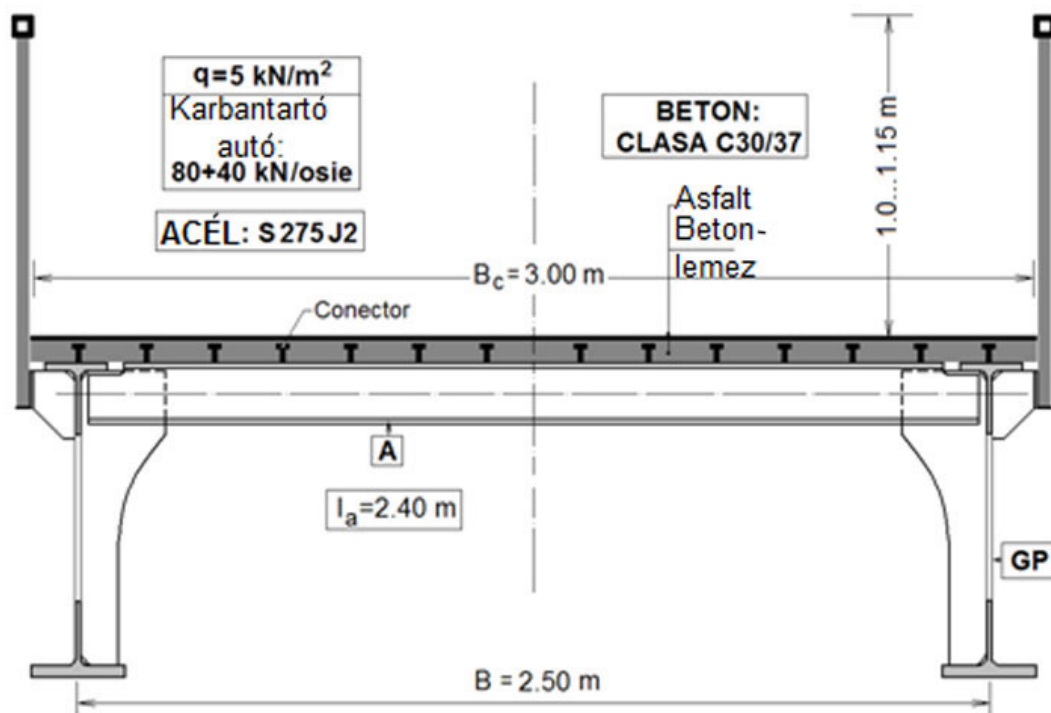
2. A TARTÓ TERVEZÉSE

*Felüljáró kompozit acél-beton szerkezettel
Aszimmetrikus acéltartók üreges kialakítással*

2.1. Rugalmas állapotban való elemzés

Egy gyalogos felüljáró kompozit tartójának alapvető számolását mutatjuk be ismerve, a következő adatokat:

- a szerkezet nyitása: $L = 24.0$ m; hasznos szélessége: $B_c = 3.00$ m;
- a felüljáró felszerkezete kompozit szerkezetű két acél tartóra támaszkodik, a keresztartók közötti távolság $l_a = 2.40$ m, amelyek összedolgoznak a monolit szerkezetű vasbeton lemezzel, 1. ábra;
- Az acéltartók hengerelt szelvényekből készülnek, üreges kialakítással a gerinclemezüknön. Két típusú laminált szelvény összehegesztéséből alakítják ki.
- A főtartók acéltípusa: S 275 J2;
- a monolit vasbeton lemez betontosztálya: Clasa 30/37.



1. ábra
A felüljáró felszerkezetének keresztmetszete

ERŐHATÁSOK

A betonlemez aktív (hasznos) szélessége: $b_{eff} = 150 \text{ cm}$

Ekvivalencia együttható:

30/37-es betonosztály esetén, $E_{cm} = 33 \text{ GPa}$, $n_0 = 6.36$.

Az így kapott együttható értéke a következő: $n = 2 \cdot n_0 = 2 \cdot 6.36 = 12.72$

A. ÁLLANDÓ ÉS HASZNOS TERHEK ESETÉN

1. Fázis (Az egy méterre jutó terhelés nagysága):

Az 1-es fázisban az állandó terhek nagysága: $g_t = 14.4 \text{ kN/m}$.

Következik: $M_{g1} = \frac{g_1 \cdot L^2}{8} = \frac{7.2 \cdot 24^2}{8} \approx 518 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $V_{g1} = \frac{g_1 \cdot L}{2} = \frac{7.2 \cdot 24}{2} \approx 86 \text{ kN}$

2. Fázis (Az egy méterre jutó terhelés nagysága):

Az 1-es fázisban megjelenő egyéb, állandó terhek nagysága: $g_{i2} = 3.7 \text{ kN/m}$

Egy gerendára jutó állandó teher (kiegészítő) nagysága: $g_2 \approx 2 \text{ kN/m}$

Következik: $M_{g2} = \frac{g_2 \cdot L^2}{8} = \frac{2 \cdot 24^2}{8} = 144 \text{ kN} \cdot \text{m}$;

A gyalogosok által gerjesztett hasznos teher: $3 \times 500 \text{ daN/m}^2 = 15 \text{ kN/m}$ $V_{g2} = \frac{g_2 \cdot L}{2} = \frac{2 \cdot 24}{2} = 24 \text{ kN}$

Egy tartóra jutó hasznos teher: $p = p_t / 2 = 1500 / 2 = 750 \text{ daN} / \text{m} = 7.5 \text{ kN/m}$.

Következik: $M_p = 540 \text{ kN} \cdot \text{m}$; $V_p = 90 \text{ kN}$

B. JÁRMŰ ÁLTAL GERJESZTETT TERHEK NAGYSÁGA

Az így kapott értékek a következők: $M_v = 330 \text{ kN}\cdot\text{m}$; $V_v = 57,5 \text{ kN}$

C. SZÉLTEHER ($w = 2.3 \text{ kN} / \text{m}^2$)

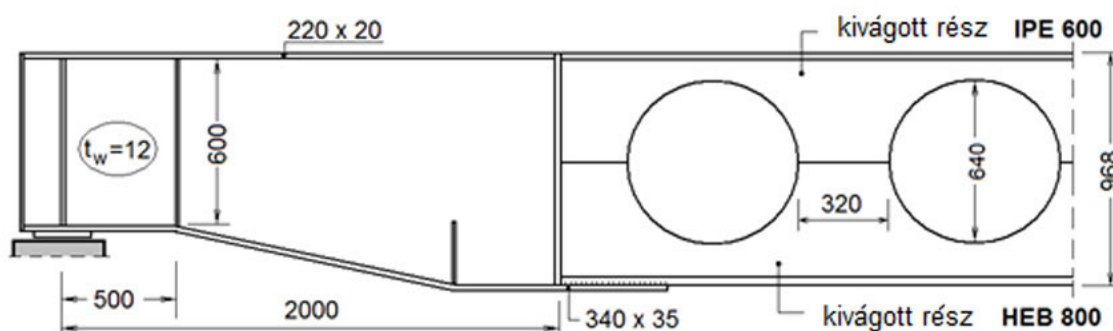
A szél direkt terhelését, a tartók felső övlemeze fölött elhelyezett betonlemez veszi át, amely a vízszintes szélrácsok szerepét is betölti.

A szélteher közvetlen hatása által előidézett hajlító nyomaték: $M_{w.ind} = 130 \text{ kN}\cdot\text{m}$

A szélteher közvetlen hatása által előidézett nyíróerő: $V_{w.ind} = 21.6 \text{ kN}$

A főtartók ellenőrzése

Az acél főtartókat a gerinclemezen megjelenő üreges kialakítással szerelik be, amint az a 2-es ábrán látható:



2. ábra

A főtartók tervezése a következő viselkedési feltevések alapján történik:

1. FELTEVÉS

Az üreges tartók viselkedése a tömör keresztmetszettel készült tartókéhoz hasonló (az üregek mentén a hiányzó anyagmennyiséget nem vesszük figyelembe)

A normálfeszültségek követik a Navier és Bernoulli félé elméleteket.

1. Fázis: Az acéltartó nem dolgozik együtt a betonlemezzel

Az acéltartó jellemzőit, az üreges kialakítások vonalában a 3-as ábrán mutatjuk be:

Lévé, hogy a tartó keresztmetszeti osztálybesorolása 1-es, a képlékeny osztályban végezzük el a számításokat.

A tartó keresztmetszetének hajlítási szilárdsága:

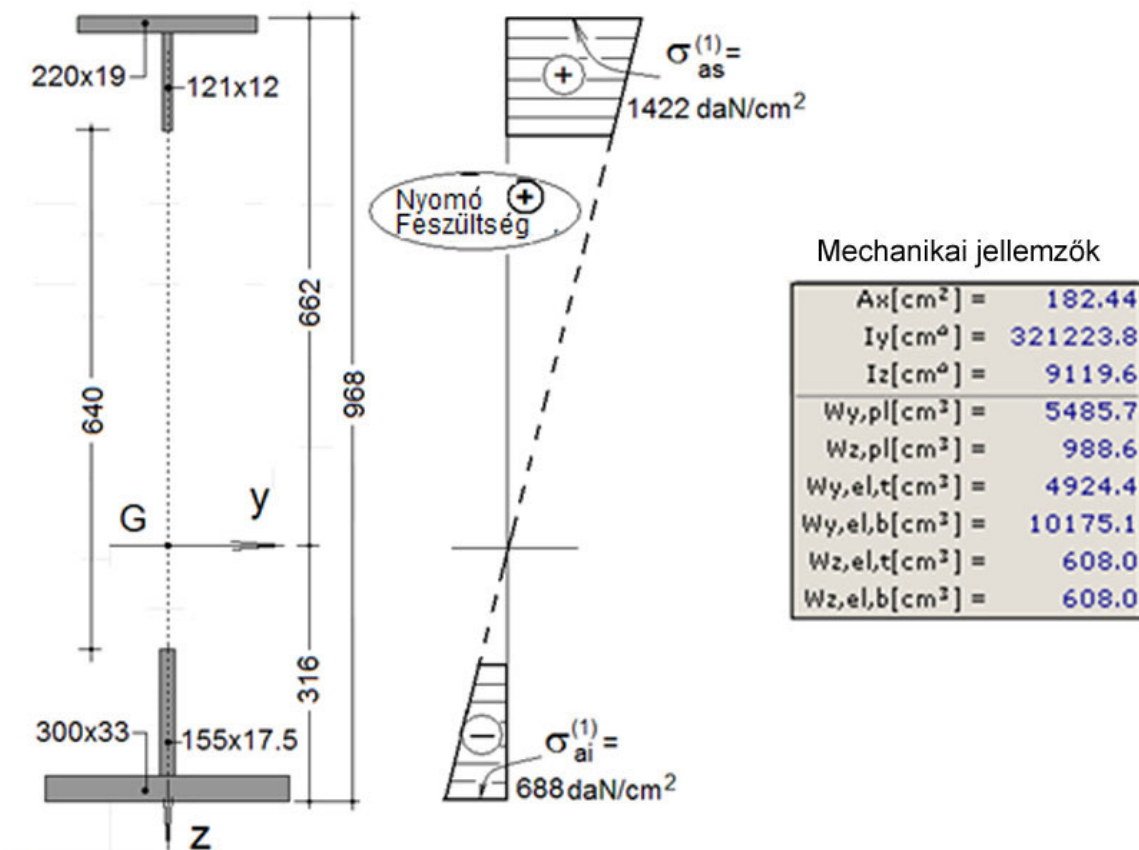
$$M_{c.Rd}^{Otel} = \frac{W_{pl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{5485.7 \cdot 2750}{1.0} 10^{-4} = 1508 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Az 1-es fázisban a tartó hajlító nyomatékának tervezési értéke:

$$M_{Ed}^{F1} = \gamma_G \cdot M_{g1} = 1.35 \cdot 518 = 700 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}^{F1}}{M_{c.Rd}^{Otel}} < 1$$

Az összeszerelés idején kell ellenőrizni a tartók általános stabilitását, illetve a nyomott öv kifordulási esélyeit (lásd a számolásokat a 2-ik feltevésben).



3. ábra

A normálfeszültségek értékei a külső szálakban, övlemezekben a következők:

– az alsó szálban:

$$\sigma_{ai}^{(1)} = \frac{M_{Ed}^{F1}}{W_{y,el,b}} = \frac{700 \cdot 10^4}{10175} = 688 \text{ daN / cm}^2$$

– a felső szálban:

$$\sigma_{as}^{(1)} = \frac{M_{Ed}^{F1}}{W_{y,el,t}} = \frac{700 \cdot 10^4}{4924} = 1422 \text{ daN / cm}^2$$

2. Fázis: Az acéltartó együtt dolgozik a betonlemezzel

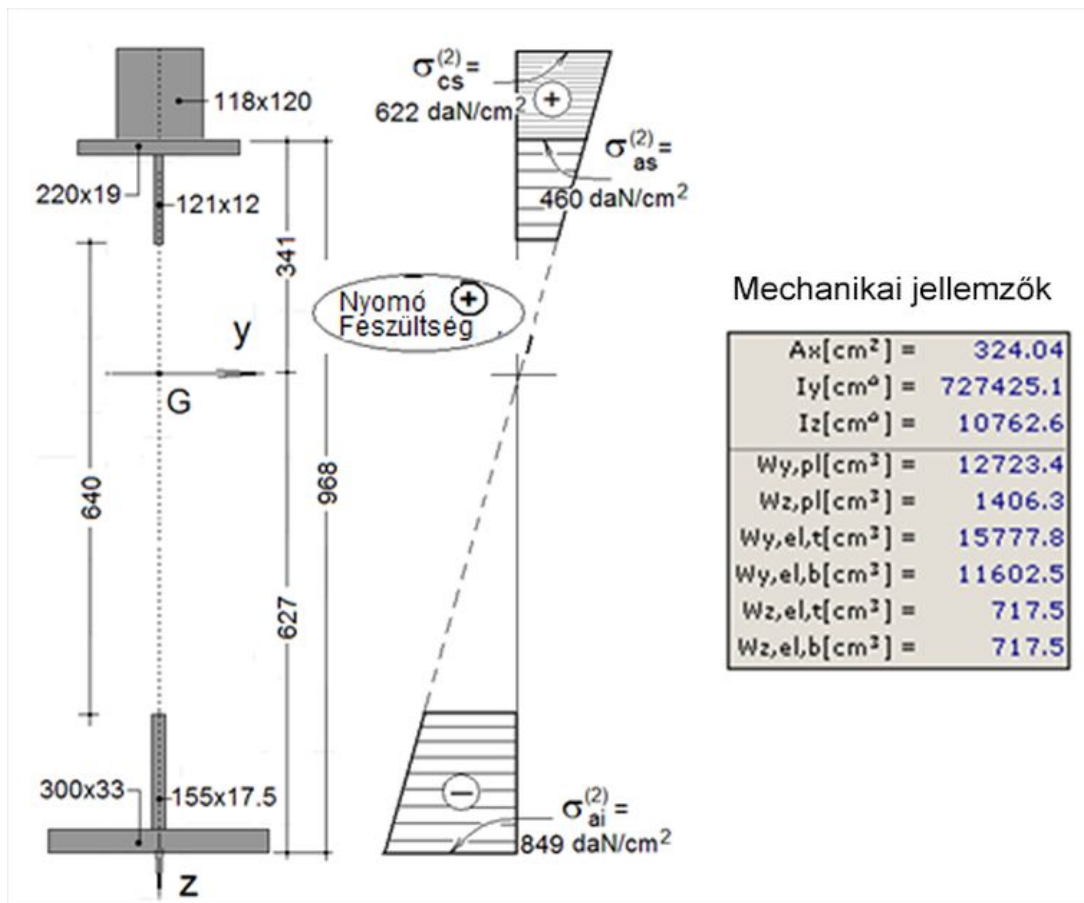
A 2. fázisban az acéltartó szerkezetiileg együtt dolgozik a betonlemezzel, a kapcsolóelemek által, amelyek megakadályozzák a szerkezeti elemek egymáshoz viszonyított elcsúszását.

A betonlemez acéllal kiegyenlített szélessége: $b_{eff}^* = 118 \text{ mm}$.

A kompozit acéltartó jellemzőit az 4-es ábrán mutatjuk be:

A hajlító nyomaték számítási értékét a 2-es fázisban az egyes teherkombináció segítségével határoztuk meg (a gyalogosok által okozott hasznos teher).

$$M_{Ed}^{F2} = \gamma_G \cdot M_{g2} + \gamma_{Q1} \cdot M_p + \psi_{0,w} \cdot \gamma_w \cdot M_{w,ind} = 982 \text{ kN} \cdot \text{m}$$



4. ábra

Az egységnyi normálfeszültségek nagysága a külső övlemezben az acéltartó és betonlemez esetén a következők (4. ábra):

- Az acéltartó alsó szálában:

$$\sigma_{ai}^{(2)} = \frac{M_{Ed}^{F2}}{W_{y,el,b}^{compus}} = \frac{982 \cdot 10^4}{11602.5} = 849 \text{ daN/cm}^2$$

- A felső szálban:

$$\sigma_{as}^{(2)} = \frac{M_{Ed}^{F2}}{I_{y,el}^{compus}} z_s = \frac{982 \cdot 10^4}{727425} \cdot 34.1 = 460 \text{ daN/cm}^2$$

- A betonlemez felső szálában (acéllal kiegyenlítve):

$$\sigma_{cs}^{(2)} = \frac{M_{Ed}^{F2}}{W_{y,el,t}^{compus}} = \frac{982 \cdot 10^4}{15777.8} = 622 \text{ daN/cm}^2$$

A normálfeszültségek végleges értékei az acéltartó és a betonlemez külső szálaiban a következők:

- az acéltartó alsó szálában:

$$\sigma_{ai} = \sigma_{ai}^{(1)} + \sigma_{ai}^{(2)} = 688 + 849 = 1537 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{2750}{1.0} = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

- az acéltartó felső szálában:

$$\sigma_{as} = \sigma_{as}^{(1)} + \sigma_{as}^{(2)} = 1422 + 460 = 1882 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

- A betonlemez felső szálában (acéllal kiegyenlítve):

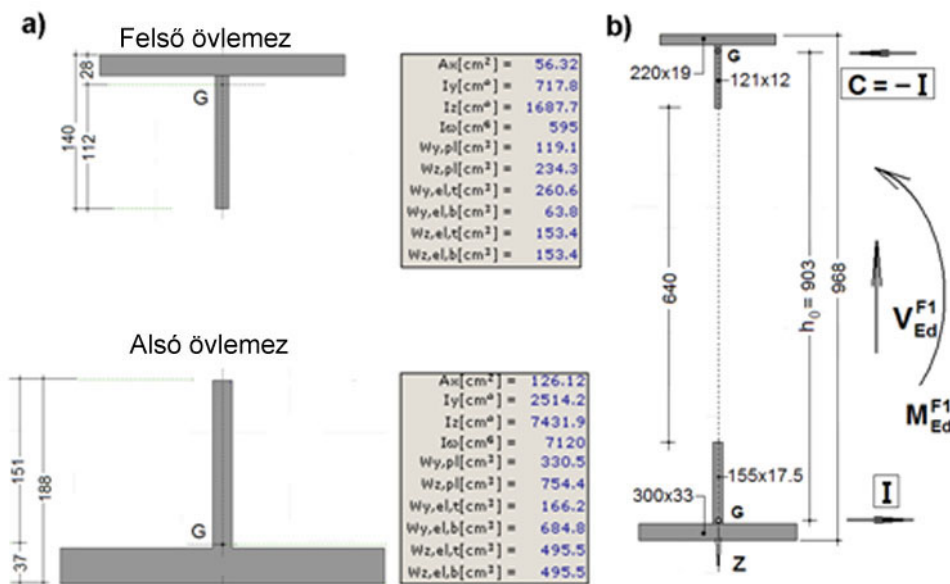
$$\sigma_{cs} = \sigma_{cs}^{(2)} = 622 \text{ daN/cm}^2 < n \cdot \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 12.72 \cdot \frac{0.85 \cdot 300}{1.5} = 2162 \text{ daN/cm}^2$$

2. FELTEVÉS

Az üregesen készült tartók viselkedése az üregek irányában hasonló a rácsos tartók viselkedésével. Az övlemezekben megjelenő tengelyirányú erőket az M/h_0 képlettel határozzuk meg.

1. Fázis: Az acéltartó nem dolgozik együtt a betonlemezzel

Az 5. ábrán a felső és alsó övlemezek ellenállási tulajdonságai mutatjuk be.



5. ábra

$$\text{Ellenőrzés: } \frac{N_{0.Ed}^{F1}}{N_{b.Rd}} \leq 1.0$$

Általában a keresztmetszet övlemeze 3-as osztály besorolású, és A_0 -val jelöljük a nyomott öv keresztmetszetét:

$$\text{Következik: } N_{b.Rd} = \chi_{LT} \frac{A_0 \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

A csökkentési tényező χ_{LT} figyelembe veszi a nyomott öv stabilitásvesztésének lehetőségét, oldal irányú kihajlás révén az 1-es fázisban, és a síkbeli karcsúság együtthatójának, $\bar{\lambda}$ függvényében határozza meg az értékét:

$$\bar{\lambda} = \bar{\lambda}_{LT} = \bar{\lambda}_{TF} = \sqrt{\frac{A_0 \cdot f_y}{N_{0.cr.TF}}} \Rightarrow \chi \text{ (görbe d).}$$

A stabilitásvesztést előidéző kritikus teher nagysága a következő:

$$N_{0.cr.TF} = \frac{I_{0,0}}{2(I_{0,y} + I_{0,z})} \left[(N_{0.cr,z} + N_{0.cr,T}) - \sqrt{(N_{0.cr,z} + N_{0.cr,T})^2 - 4 \frac{(I_{0,y} + I_{0,z})}{I_{0,0}} N_{0.cr,z} N_{0.cr,T}} \right],$$

$$\text{ahol: } N_{0.cr,z} = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I_{0,z}}{L_{cr,z}^2}; N_{0.cr,T} = \frac{A_0}{I_{0,0}} \left(G \cdot I_{0,t} + \frac{\pi^2 E I_{0,\omega}}{L_{cr,T}^2} \right); I_{0,0} = I_{0,y} + I_{0,z} + A_0 \cdot z_s^2.$$

Lévéen, hogy az analízisben figyelembe vesszük, hogy a keresztmetszet beszereléséig, meg van akadályozva a kivitelezési munkák során a stabilitásvesztés lehetősége, a kritikus hossz nagysága a keresztmetszet közötti távolsággal lesz egyenlő: $L_{cr,z} = 2.40 \text{ m}$

Így: $I_{0,0} = 2588 \text{ cm}^4$; $I_{0,t} = 57.3 \text{ cm}^4$; $N_{0,cr,z} = 0.607 \cdot 10^6 \text{ daN}$; $N_{0,cr,T} = 1.01 \cdot 10^6 \text{ daN}$; $N_{0,cr,TF} = 5500 \text{ kN}$;
 $\bar{\lambda}_{LT} = 0.53 \Rightarrow \chi_{LT} = 0.76$; $N_{b,Rd} = 1070 \text{ kN}$; $N_{0,Ed}^{F1} = 775 \text{ kN}$

Következik: $\frac{N_{0,Ed}^{F1}}{N_{b,Rd}} = \frac{775}{1070} = 0.72 < 1.0$ – teljesül a mellékelt feltétel.

2. Fázis: Az acéltartó együtt dolgozik a betonlemezzel

A 2. fázisban az acéltartó szerkezetiileg együtt dolgozik a betonlemezzel a kapcsolóelemek által, amelyek megakadályozzák a szerkezeti elemek (acél-beton) egymáshoz viszonyított elcsúszását.

A betonlemez acéllal kiegyenlített szélessége: $b_{\text{eff}}^* = 118 \text{ mm}$.

Ebben a munkafázisban, amikor a beton megszilárdult, nem jelentkezik a acéltartó felső övlemezének stabilitásvesztési lehetősége mivel a betonlemez megakadályozza annak kialakulását.

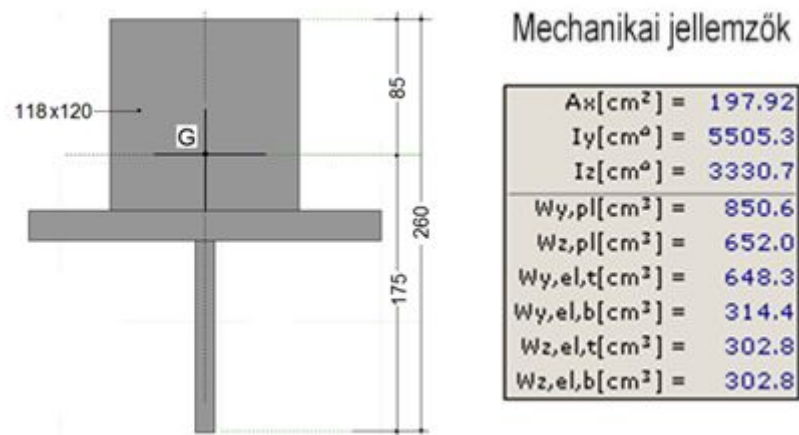
Lévén, hogy az 1-es fázisban, mindkét övlemez tengely irányú erők hatása alatt áll, a tartó végső ellenállásának nagyságát az övlemezeken ellenállási értékei közül a legkisebb adja.

Így figyelembe kell venni azt a tényt is, hogy az övlemezeken végső ellenállása csökkent az 1-es fázisban történő munkálatok során.

A 6-os ábrán a felső és alsó öv ellenállási jellemzőit mutatjuk be:

A 2-es fázisban az övlemezeken megjelenő tengely irányú erők:

$$N_{0,Ed}^{F2} = \frac{M_{Ed}^{F2}}{h_{0,2}} = \frac{982}{0.966} = 1016 \text{ kN}$$



6. ábra

Az alsó övlemez ellenőrzése a következő képlettel történik:

$$\frac{N_{0,Ed}^{F1} + N_{0,Ed}^{F2}}{N_{c,Rd}^{T,inf.}} \leq 1$$

A húzott öv ellenállása:

$$N_{c,Rd}^{T,inf.} = \frac{A_{Tl} \cdot f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{126.12 \cdot 2750}{1.0} 10^{-2} = 3468 \text{ kN}$$

$$\text{Így: } \frac{N_{0,Ed}^{F1} + N_{0,Ed}^{F2}}{N_{c,Rd}^{T,inf.}} = \frac{775 + 1016}{3468} = 0.52 < 1$$

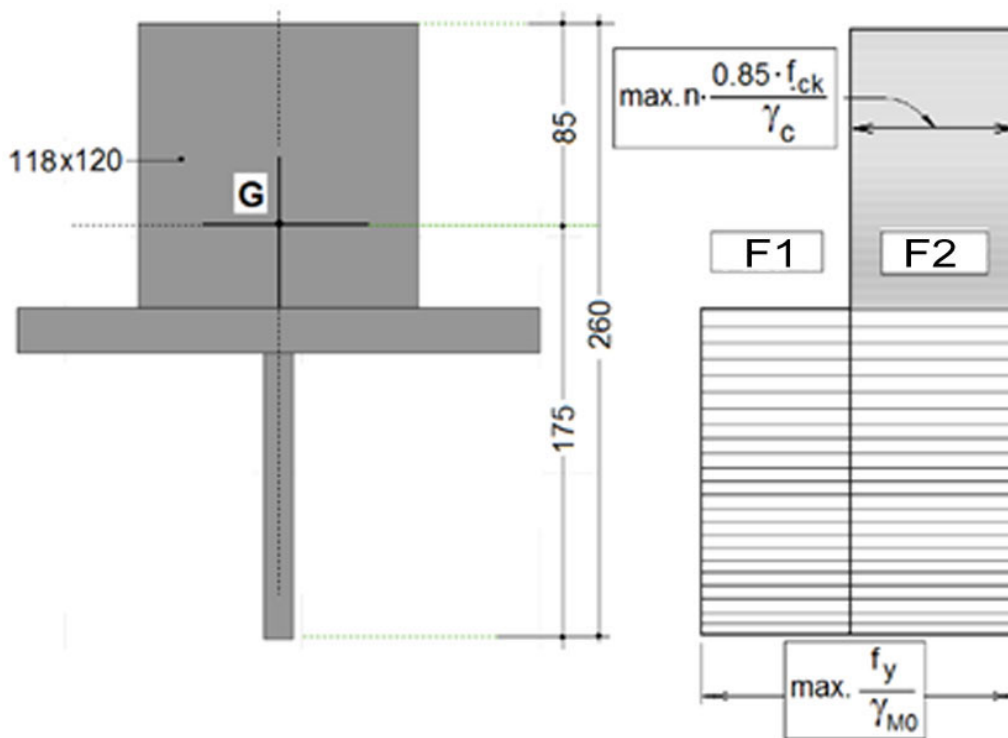
$$\text{vagy: } \sigma_a = \frac{N_{0,Ed}^{F1} + N_{0,Ed}^{F2}}{A_{Tl}} = \frac{1791 \cdot 10^2}{126.12} = 1420 \text{ daN / cm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2750 \text{ daN / cm}^2$$

– az acélban:

$$\sigma_a = \frac{N_{0.Ed}^{F1}}{\chi_{LT} \cdot A_{TS}^{Otel}} + \frac{N_{0.Ed}^{F2}}{A_{TS}^{Total}} = \frac{775 \cdot 10^2}{0.76 \cdot 56.32} + \frac{1016 \cdot 10^2}{197.92} = 2324 \text{ daN/cm}^2 < \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 2750 \text{ daN/cm}^2$$

– az acéllal kiegyenlített betonban:

$$\sigma_c = \frac{N_{0.Ed}^{F2}}{A_{TS}^{Total}} = \frac{1016 \cdot 10^2}{197.92} = 513 \text{ daN/cm}^2 < n \frac{0.85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} = 12.72 \frac{0.85 \cdot 300}{1.5} = 2162 \text{ daN/cm}^2$$



7. ábra

Ha nem vesszük figyelembe a csökkentési tényezőt, χ_{LT} , az acél övlemezben az egységnyi feszültségek nagysága: $\sigma_a = 1890 \text{ daN/cm}^2$.

Az 1-es táblázat a két különböző elemzési módszerrel és feltevéssel kiszámolt feszültségek közötti összehasonlítást mutatja be.

1. táblázat

egységnyi feszültség	1. változat [daN/cm ²]	2. változat [daN/cm ²]	$\frac{\sigma \text{ módszer 1}}{\sigma \text{ módszer 2}}$
Alsó övlemez	1537	1420	1.08
Felső övlemez	1882	1890	0.99*
Betonlemez	622/n	513/n	1.21

* nem véve figyelembe χ_{LT} -t

2.2. Képlékeny állapotban való számolás

Azt a feltevést vesszük figyelembe, amikor az üregesen készült tartók viselkedése hasonló az üregek irányában a rácsos tartókként értelmezett tartók övlemezeinek viselkedésével. A tengely irányú erőket az M/h_0 képlettel határozzák meg.

1. Fázis: Az acéltartó nem dolgozik együtt a betonlemezzel (hasonló a 2-es feltevással, rugalmas állapotban való számolásnál)

A csökkentési tényező értéke $\chi_{LT} = 0.76$, amely által figyelembe veszi a nyomott övlemez stabilitásvesztésének lehetőségét, hajlítás-csavarás által előidézett kihajlásán keresztül.

– felső övlemez

$$\sigma_{a.s}^{F1} = \frac{N_{0.Ed}^{F1}}{\chi_{LT} \cdot A_{TS}^{Orel}} = \frac{775 \cdot 10^2}{0.76 \cdot 56.32} = 1811 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

– alsó övlemez:

$$\sigma_{a.i}^{F1} = \frac{N_{0.Ed}^{F1}}{A_{TI}} = \frac{775 \cdot 10^2}{126.12} = 614 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

2. Fázis: Az acéltartó együtt dolgozik a betonlemezzel

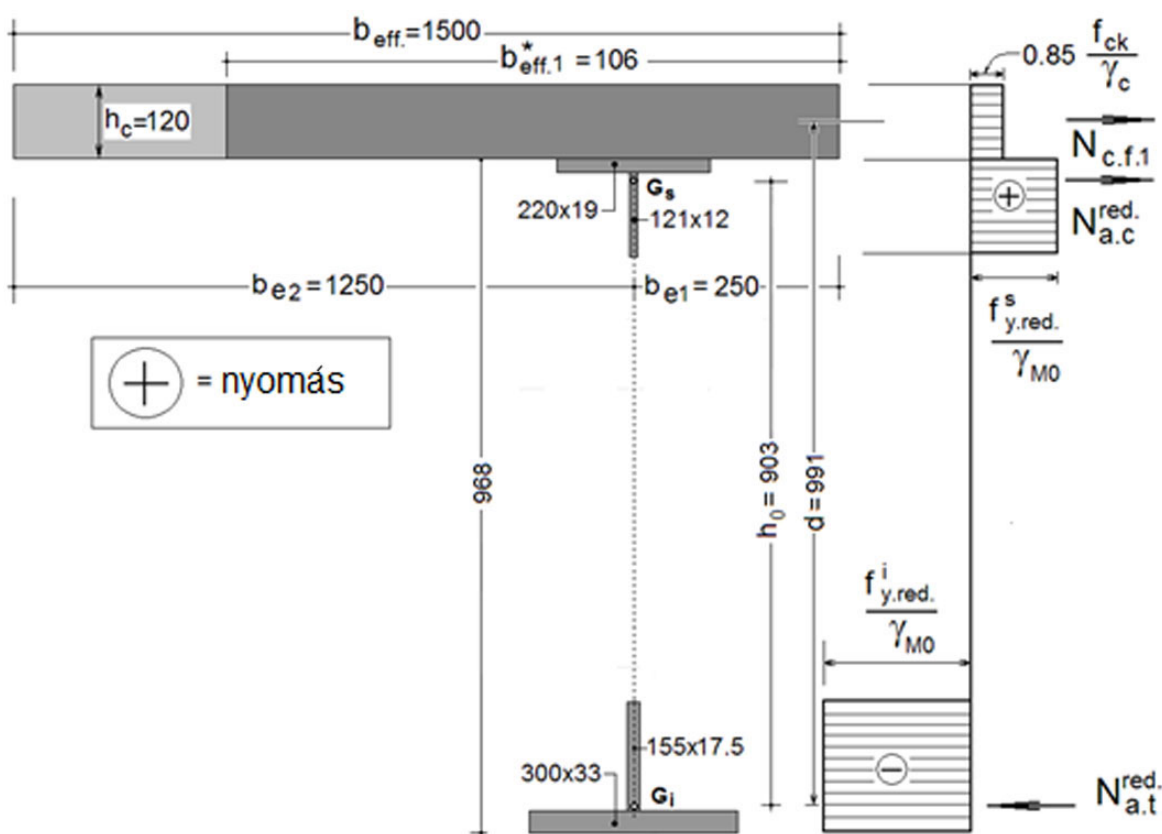
A 2. fázisban az acéltartó szerkezetiileg együtt dolgozik a betonlemezzel a kapcsolóelemek által, amelyek megakadályozzák a szerkezeti elemek (acél-beton) egymáshoz viszonyított elcsúszását.

Az acéltartó végső ellenállásának mértékét a képlékeny határállapot elérésekor lehet meghatározni.

Lévéen, hogy az 1-es fázisban mindkét övlemez tengely irányú erők hatása alatt áll, a tartó végső ellenállásának nagyságát az övlemezek ellenállási értékei közül a legkisebb adja.

Így figyelembe kell venni azt a tényt is, hogy az övlemezek végső ellenállása csökkent az 1-es fázisban történő munkálatok során.

A kompozit, acél-beton tartó hajlítás ellenállásának meghatározásához a 8-as ábrán megfigyelhető számítási modellt használják:



8. ábra

Az acéltartó övlemezeiben megjelenő legnagyobb egységnyi normál feszültségeket az 1-es fázisban megjelenő feszültségek függvényében határozzák meg:

$$f_{y,red.}^s = f_y - \sigma_{a.s}^{F1} = 2750 - 1811 = 939 \text{ daN} / \text{cm}^2; \quad f_{y,red.}^s = \frac{f_{y,red.}^s}{\gamma_{M0}} = \frac{939}{1.0} = 939 \text{ daN} / \text{cm}^2$$

$$f_{y.red.}^i = f_y - \sigma_{ai}^{F1} = 2750 - 614 = 2136 \text{ daN / cm}^2; \quad f_{yd}^i = \frac{f_{y.red.}^i}{\gamma_{M0}} = \frac{2136}{1.0} = 2136 \text{ daN / cm}^2$$

$$N_{c.f.1} = A_{c.1} \cdot 0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 12 \cdot b_{eff.1}^* \cdot 0.85 \frac{300}{1.5} = 2040 \cdot b_{eff.1}^* \text{ daN}$$

$$N_{a.c}^{red.} = A_{TS} \cdot f_{yd}^s = 528.84 \text{ kN}; \quad N_{a.t}^{red.} = A_{TI} \cdot f_{yd}^i = 2693.92 \text{ kN}$$

A betonlemez aktív szélességét az eredő erők vízszintes tengelyre történő levetítéséből számolják

$$N_{c.f.1} + N_{a.c}^{red.} = N_{a.t}^{red.} \Rightarrow b_{eff.1}^* \approx 106 \text{ cm} < b_{eff}; \quad N_{c.f.1} = 2162.4 \text{ kN}$$

Ellenőrzés hajlítónyomatékra

$$M_{pl.Rd}^{red.} = N_{c.f.1} \cdot d + N_{a.c}^{red.} \cdot h_0 = 2620 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\frac{M_{Ed}^{F1}}{M_{y.pl}^{Otel}} + \frac{M_{Ed}^{F2}}{M_{pl.Rd}^{red.}} = \frac{700}{1509} + \frac{982}{2620} = 0.83 < 1$$

$$\text{ahol: } M_{y.pl}^{Otel} = W_{y.pl}^{Otel} \cdot f_{yd} = (5486 \cdot 2750 / 1.00) \cdot 10^{-4} = 1509 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

3. KÖVETKEZTETÉSEK

Az elvégzett számítások bemutatása után az alábbi következtetéseket vonhatjuk le:

- A rugalmas állapotban kapott eredmények, (a két számítási feltevésben) nagyon közeliek. A tartó leterheltsége nagyjából a végső ellenállásának a 70%-a (ULS).
- A képlékeny határállapotban történő számítások alapján a tartó leterheltsége nagyjából 50%-a végső ellenállásának (ULS).
- A képlékeny állapotban végzett számítások alapján körülbelül 20%-os (szilárdságú) ellenállási tartalék van a tartóban a rugalmas állapotú ellenőrzésekhez képest.

FELHASZNÁLT IRODALOM

- [1] FENEŞAN, Crina, MOGA, C.: *Composite steel-concrete girders with circular holes*. Buletinul Univ. Tehnice „Gh. Asachi”. Tome LXI(LXV). Fascicle 1. Iaşi, 2015
- [2] GUŢIU, I. Şt., MOGA, C.: *Structuri compuse oţel-beton*. UT PRESS. 2014
- [3] MOGA, C., FENEŞAN, Crina: *Plastic Analysis of Composite girders with circular holes*. Buletinul Univ. Tehnice „Gh. Asachi”. Tome LXI(LXV). Fascicle 1. Iaşi, 2015
- [4] MOGA, C., FENEŞAN, Crina: *Rezistenţa grinzilor cu goluri circulare compozite oţel-beton*. Conferinţa de Construcţii metalice. Cluj-Napoca. 2015
- [5] MOGA, P.: *Pasarele pietonale metalice. Baza de calcul*. UT PRESS. 2014
- [6] MOGA, P., GUTIU, I. Şt., MOGA, C., DANCIU, A., SUCIU, M.: *Pasarele pietonale metalice. Manual de proiectare*. 2014
- [7] MOGA, P., GUŢIU ŞT., MOGA.C.: *Elemente structurale din oţel*. UT PRESS. 2014
- [8] *** SR EN 1993-1-1/2006. Eurocod 3: *Proiectarea structurilor de oţel Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri*.
- [9] *** SR EN 1994-1-1/2006. Eurocod 4 : *Proiectarea structurilor compozite de oţel şi beton. Partea 1-1: Reguli generale şi reguli pentru clădiri*.
- [10] *** SR EN 1994-2/2006. Eurocod 4 : *Proiectarea structurilor compozite de oţel şi beton. Partea 2: Reguli generale şi reguli pentru poduri*.
- [11] *** *European Steel Design Education Programme. ESDEP*. The ESDEP Society